

論文 荷重方法が大貫通孔を有する RC 基礎梁のせん断耐力に及ぼす影響

長岡 紗那^{*1}・鈴木 卓^{*2}・深津 尚人^{*3}・田口 孝^{*4}

要旨: 本研究では, シアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁を対象に片持ち型と逆対称型の曲げモーメント分布を受ける解析モデルの 2 次元有限要素法解析を実施した。その結果, 逆対称型モデルの反曲点から圧縮を受ける弦材にかけての圧縮応力は片持ち型曲げモーメントのものとは比べて水平軸からの角度が小さく, 逆対称型モデルの最大耐力が片持ち型のものとは比べて低くなる主要因であることを示した。また, 貫通孔径および荷重方法にかかわらず, 最大耐力発揮時に貫通孔上下の弦材の負担せん断力は引張側弦材のものが圧縮側弦材のものとは比べて高くなることを示した。

キーワード: 有限要素法解析, 片持ち梁, 逆対称曲げモーメント, 最小主応力

1. はじめに

鉄筋コンクリート造 (以下, RC) 建物の基礎梁には, 設備点検などのために径 600mm 程度の人通孔が設けられる。文献 1) では, 孔径と梁せい D の比 (以下, 貫通孔比) を 1/3 以下とし, 曲げモーメントの影響を受けにくいスパンの中央に貫通孔を設けることが推奨されている。しかし, こうした背景から小規模な RC 建物に対して過剰なせいとなる場合や小梁などの配置状況によってスパン中央に貫通孔を設けられない場合も存在する。

筆者らの研究グループは曲げモーメントを受けるシアスパン中央に貫通孔比 1/3 以上の大貫通孔を有する基礎梁の静的荷重実験を実施した²⁾。実験の結果, 貫通孔比が 1/2.3 から 1/2 に増加すると最大耐力および変形性能が顕著に低下するとともに, 現行の有孔梁のせん断耐力評価法は試験体の最大耐力を過小評価する傾向を示した。

一方で有孔梁の既往研究^{3), 4)}では主に逆対称型の曲げモーメントを作用させる荷重方法が採用されるのに対して, 前述の実験では試験体に片持ち型の曲げモーメントを作用させる荷重方法が採用されている。しかし, 荷重方法の差異による反曲点付近の応力状況の違いから, せん断耐力に影響を及ぼす可能性がある。そのため, 当該部材のせん断耐力の評価法構築にあたり荷重方法の影響を把握する必要がある。

本研究では, 文献 2) に示されたシアスパン中央に大貫通孔を有する試験体をもとに片持ち型と逆対称型の曲げモーメント分布を作用させた有孔基礎梁の 2 次元有限要素法 (以下, FEM) 解析を実施した。本論では, 解析のモデル化方法を示すとともに, 解析における内部応力状態からせん断耐力に及ぼす荷重方法の違いの検討結果を述べる。

2. 解析対象実験

2.1 試験体

試験体は文献 2) に示されたせん断破壊型で貫通孔比 1/2.3 の試験体 170F および貫通孔比 1/2 の試験体 200F の 2 体である。試験体のスケールは実大の約 1/3 である。

表 1 に試験体の詳細を, 図 1 に試験体の形状を, 図 2 に試験体の配筋詳細を示す。梁断面 $b \times D$ は 250×400mm で各試験体共通である。同図(a)は貫通孔を

表 1 試験体一覧

試験体名	170F	200F
幅 $b \times$ せい D (mm)	250×400	
シアスパン比	2.75 ($h = 1,000\text{mm}$)	
貫通孔径 H (mm)	170	200
貫通孔比 (H/D)	1/2.3	1/2
主筋	5-D16, $p_{t1} = 1.09$ (%)	
あばら筋	4-D6@80, $p_{w1} = 0.63$ (%)	
孔際補強筋	4-D6, $p_s = 0.31$ (%)	
弦材あばら筋	2-D6@80, $p_{w2} = 0.32$ (%)	
貫通孔補強筋	4-S6, $p_r = 0.44$ (%)	
水平筋	3-D6, $p_{t2} = 0.46$ (%)	
最大耐力 Q_{max} (kN)	250	159
せん断耐力 Q_{su} (kN)	185	176

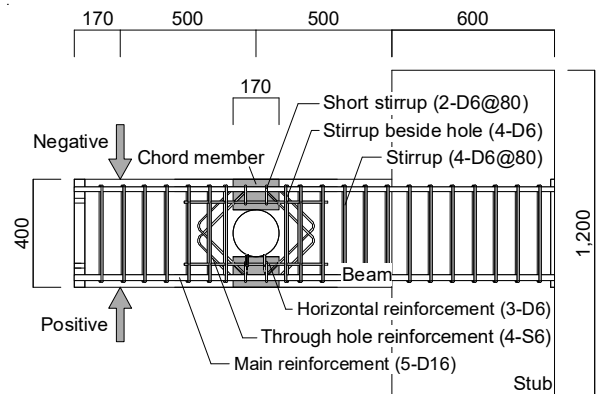


図 1 試験体形状 (試験体 170F)

*1 高知工科大学 システム工学群 (学生会員)

*2 高知工科大学 システム工学群 准教授・博士(工学) (正会員)

*3 矢作建設工業 (株) エンジニアリングセンター (正会員)

*4 矢作建設工業 (株) エンジニアリングセンター 博士(工学) (正会員)

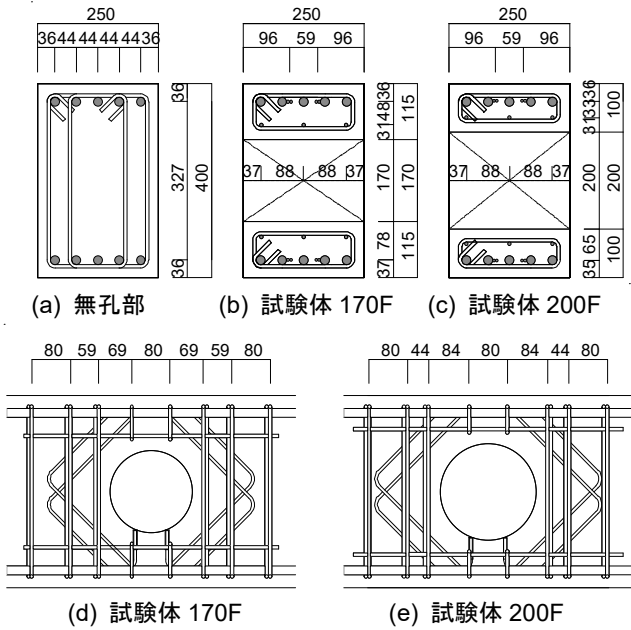


図-2 配筋詳細

表-2 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ(μ)
170F	梁	30.0	26.8	1,990
	スタブ	35.0	31.9	2,010
200F	梁	30.3	27.9	2,020
	スタブ	35.3	30.5	2,160

表-3 鉄筋の材料特性

径	材種	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	SD295	412	218	532
S6	KSS785	1,006	187	1,204
D16	785 相当	806	214	1,017

有しない位置の断面を、(b)および(c)は各試験体の貫通孔位置の断面を、(d)および(e)は貫通孔周囲の配筋状況を示している。本論では、貫通孔の上下投影位置を弦材と呼称する(図-1のハッチ位置参照)。表-2にコンクリートの材料特性を、表-3に鉄筋の材料特性を示す。

図-3に載荷装置を示す。試験体はPC鋼棒によりスタブを載荷フレームに固定されている。実験では、載荷フレームに取り付けた2台の水平ジャッキ(各500kN)によって水平力を作用させた。水平力の載荷は、長期および短期許容せん断力による荷重制御を行った後、水平変位δをスタブ上端から反曲点までの高さ(h=1,000mm)で除した変形角Rによる変位制御としている。

2.2 実験結果

図-4に試験体の損傷状況を示す。両試験体とも最大耐力記録後の変形角(170F: 2.0×10^{-2} rad, 200F: 1.0×10^{-2} rad)の損傷状況を示している。なお、せん断力-変形角関係は次章の図-7に示す。

両試験体ともに上弦材および下弦材に貫通孔の接線方向のせん断ひび割れの発生が確認された。試験体170Fでは 2.0×10^{-2} rad のサイクルにおいて、試験体200Fでは1.0

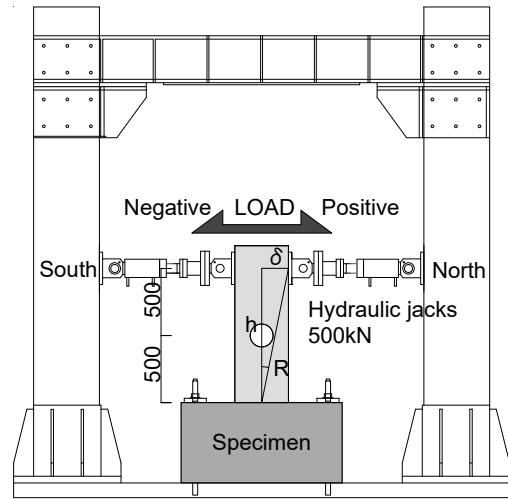
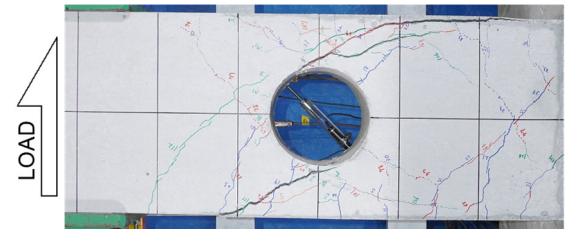


図-3 載荷装置



(a) 試験体 170F (2.0×10^{-2} rad)



(b) 試験体 200F (1.0×10^{-2} rad)

図-4 損傷状況

$\times 10^{-2}$ rad のサイクルにおいて上弦材のせん断破壊に伴う耐力低下が確認された。

表-1の最下段に両試験体の実験によって得られた最大耐力およびせん断耐力の計算値を示す。せん断耐力は文献1)に示される式(1)により算出した。貫通孔補強筋の影響は文献4)を参考に式中の波括弧内第2項において考慮されている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.092k'_u k_p (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_r \sigma_{ry} + p_s \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (\text{N}) \quad (1)$$

ここで、 k_p : 鉄筋比の補正係数 ($=0.82p_t^{0.23}$), p_t : 引張鉄筋比, k'_u : 寸法の補正係数 ($= (160/d)^{0.37}$)⁵⁾, d : 有効せい(mm), σ_B : コンクリート強度(N/mm²), $M/(Qd)$: シアスパン比, p_r : 貫通孔補強筋比, σ_{ry} : 貫通孔補強筋の降伏強度(N/mm²), p_s : 孔際補強筋比, σ_{wy} : 孔際補強筋の降伏強度(N/mm²), j : 応力中心間距離(mm)である。

実験の最大耐力およびせん断耐力計算値の比は、試験

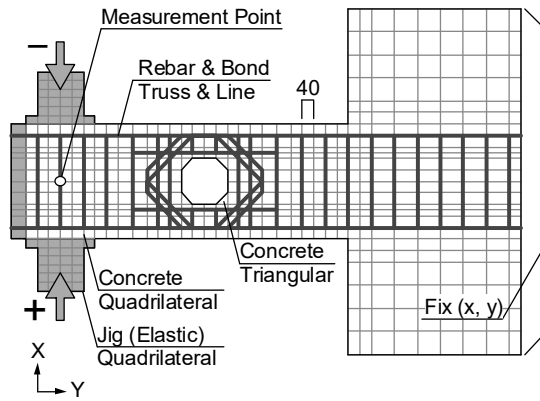


図-5 解析モデル (試験体 170F)

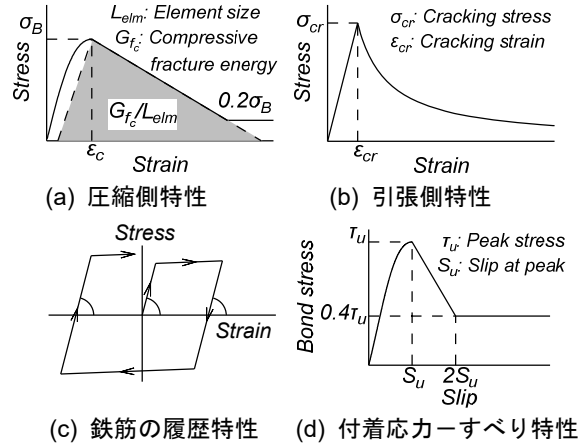


図-6 材料モデル

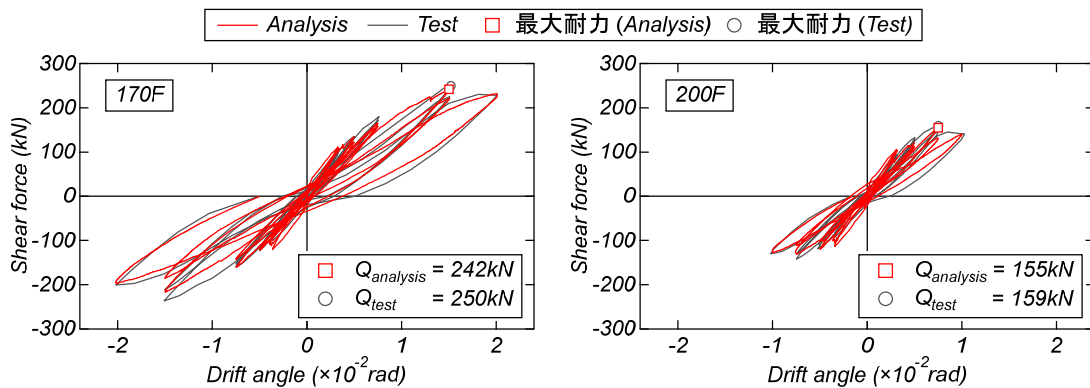


図-7 せん断力-変形角関係

体 170F では 1.35, 試験体 200F では 0.90 であり, 精度よい評価とは言い難い。今後, せん断耐力評価法の検討が必要であり, そのためにも荷重方法の影響を把握する必要がある。

3. FEM 解析

3.1 モデル化

解析対象は前章に示した試験体 170F および 200F である。解析には市販の有限要素法解析プログラム FINAL⁹⁾を用いた。図-5 に試験体 170F の解析モデルを示す。解析は 2 次元モデルとした。コンクリートは 4 節点平面応力要素, 鉄筋は 2 節点トラス要素に置換した。コンクリートと主筋の要素間にはライン要素を定義し, 鉄筋の付着すべりを考慮した。梁両端の主筋は鉄板に溶接されていたため, コンクリート要素と鉄筋要素を剛接合とした。スタブ右端における節点すべての自由度は固定とした。

解析では, 梁上下の荷重治具の中央に変位を与えることで実験の荷重状況を再現した。解析は, 変位制御により実験と同様の加力プログラムとし, 実験において最大耐力の発生した直後の変形角まで実施した。

3.2 材料モデル

図-6 に材料モデルの材料構成則の一例を示す。コン

クリートの応力-ひずみ構成モデルは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを用いており, 圧縮破壊条件は Kupfer-Gerstle らの提案⁷⁾にしたがった。応力-ひずみ関係の上昇域は修正 Ahmad モデル⁸⁾, 下降域は Nakamura らのモデル⁹⁾とした。引張側はひび割れ発生まで線形とし, ひび割れ後のテンションスティフニング特性は出雲らのモデル¹⁰⁾を用いた。ここで, 鉄筋の付着性状を考慮するパラメータは試行錯誤的に 1.0 とした。ひび割れは最大 4 方向のひび割れを考慮できる非直交分布モデル⁸⁾を用いた。せん断伝達特性は長沼の提案⁸⁾を採用した。

鉄筋の応力-ひずみ関係は等方硬化則に基づくバイリニアモデルとした。主筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係は Naganuma らのモデル⁸⁾を用いた。最大付着応力およびそのときのすべり量は文献 11) の算定方法に従い算定した。

3.3 実験結果と解析結果の比較

図-7 に実験結果および解析結果のせん断力-変形角関係の比較を示す。両試験体ともに解析の初期剛性は実験と比べてわずかに高くなるものの, その他の解析における履歴形状は実験のものと良好に対応した。解析および実験における最大耐力の比は試験体 170F と 200F とともに 0.97 であり, 両試験体の最大耐力を記録した荷重サイ

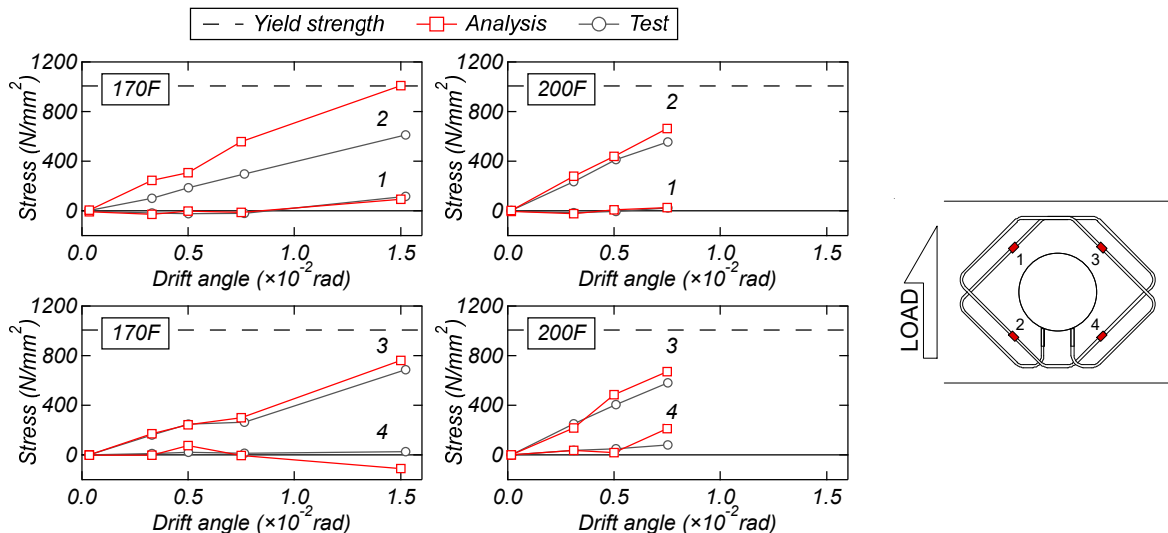


図-8 貫通補強筋の応力推移

表-4 解析変数

貫通孔径	170 mm	200 mm
片持ち型 CB	CB170F	CB200F
逆対称型 AS	AS170F	AS200F

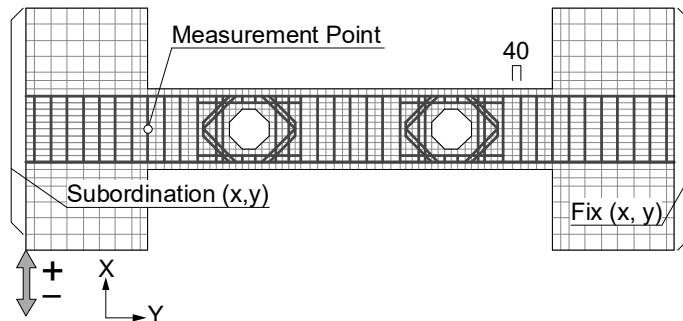


図-9 解析モデル (モデル AS200F)

クルは実験と解析で対応していた。

図-8 に両試験体の最大耐力を記録した変形角までの貫通孔補強筋の応力推移を示す。実験の応力は右図に示した位置のひずみゲージから算出した値であり、解析の応力はひずみゲージ位置に最も近い要素の値である。

両試験体の解析とともに貫通孔補強筋 2 と 3 において変形角の進行に伴う応力の増加傾向および貫通孔補強筋 1 と 4 の全変形角にみられた低い応力は実験結果とよく対応していた。

以上より、本論に示した解析モデルはシアスパンの中央に大貫通孔を有する RC 基礎梁の実験における試験体のせん断力-変形角関係、貫通孔補強筋の応力分布を良好に再現可能であった。

4. 荷重方法を変数としたパラメトリック解析

4.1 解析モデル

表-4 に解析変数を示す。前章に示した片持ち型の解析モデルを CB 型 (以下, CB170F および CB200F と称す), 反曲点位置を基準に逆対称曲げモーメントを作用させるモデルの AS 型 (以下, AS170F および AS200F と称す) とし, 4 体の解析を実施する。

図-9 にモデル AS200F の解析モデルを示す。使用し

た要素および材料構成則は 2 章で示した CB 型と同じものである。AS 型のモデルでは, 新たに作成したスタブ左端における最下部節点を変位の基準として, その他の節点を最下部節点の全方向の変位に従属させた。逆対称型の曲げモーメントを作用させる環境は, スタブ左端の最下部に強制変位を与えることによって再現した。

4.2 せん断力-変形角関係

図-10 に CB 型および AS 型のせん断力-変形角関係の解析結果の比較を示す。

モデル 170F では 0.75×10^{-2} rad のサイクルまで, モデル 200F では 0.5×10^{-2} rad のサイクルまでに CB 型および AS 型の履歴ループに大きな差はみられなかった。しかし, 各モデルとも AS 型の最大耐力は CB 型のものと比べて低く, その最大耐力の比はモデル 170F では 0.90, モデル 200F では 0.84 であった。一方で CB 型および AS 型の最大耐力発生時の変形角に差異は認められなかった。また, 紙面の都合で変形状況の記載はしていないものの, モデル 200F では両モデルとも上下弦材の変形が顕著であり, 破壊モードに大きな差は認められなかった。モデル 170F では, 両モデルともに貫通孔右側での大きな変形が確認された。さらに, モデル AS170F では, 貫通孔左側の変形も顕著であった。

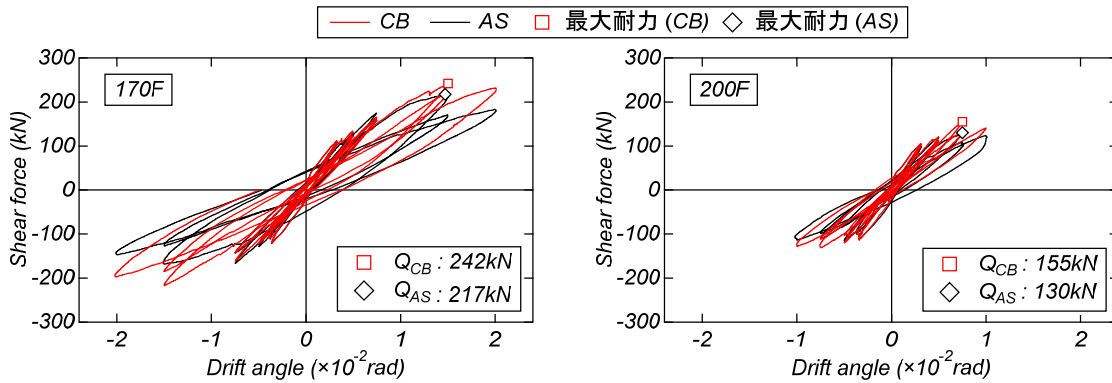
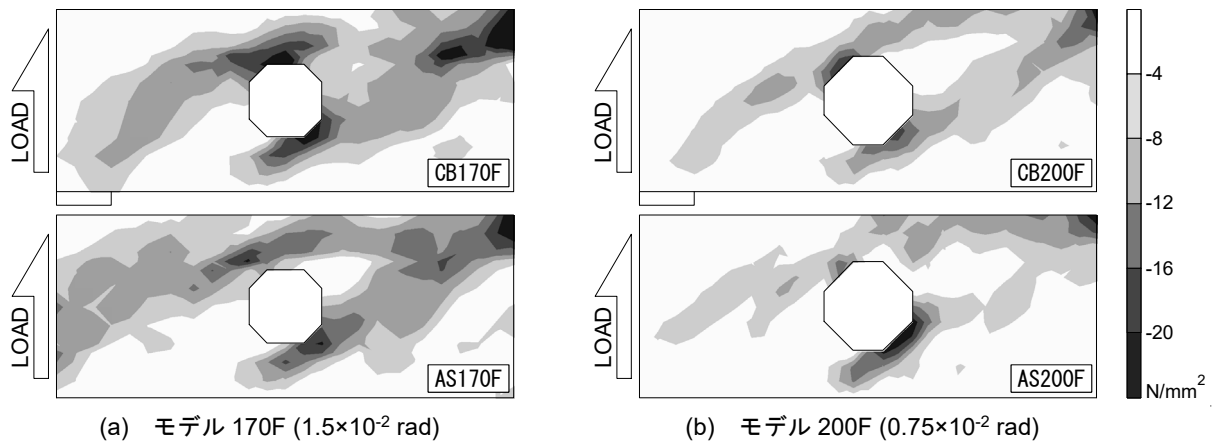
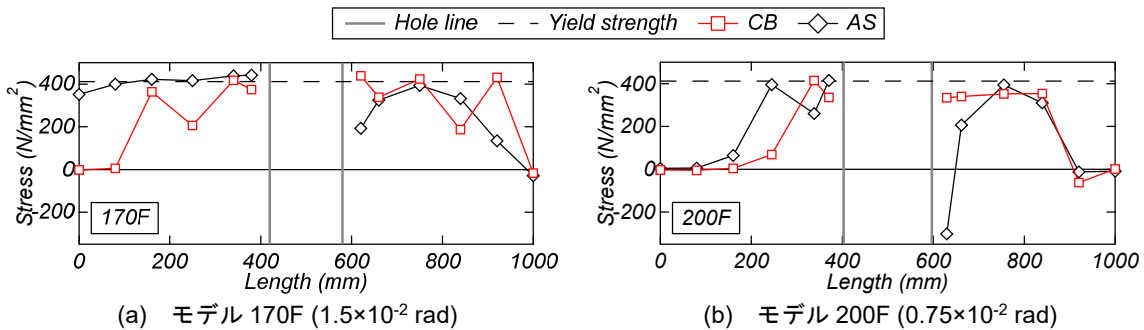


図-10 せん断力-変形角関係



(a) モデル 170F (1.5×10^{-2} rad) (b) モデル 200F (0.75×10^{-2} rad)

図-11 最小主応力コンター



(a) モデル 170F (1.5×10^{-2} rad) (b) モデル 200F (0.75×10^{-2} rad)

図-12 せん断補強筋の応力分布

4.3 コンクリートの最小主応力コンター

図-11 に最大耐力記録変形角の 1 サイクル目ピーク時(モデル 170F: 1.5×10^{-2} rad, モデル 200F: 0.75×10^{-2} rad)におけるコンクリートの最小主応力コンターを示す。また、AS 型の結果は反曲点から右側のみを示している。

全モデルにおいて反曲点からの斜め方向応力は上弦材においてほぼ水平方向に変化する傾向が認められた。下弦材からスタブ端にかけての斜め方向応力も確認された。これらは、後述するように貫通孔周囲の補強筋の引張力の影響によるものと判断される。反曲点からの斜め方向の応力分布に着目すると、モデル AS 型はモデル CB 型と比べて軸方向からの角度が小さい。これが荷重方法による最大耐力の差の主要因であると推察される。図-12

に梁せい中心位置におけるせん断補強筋の応力分布を示す。同図横軸の原点は反曲点位置であり、図中の灰色の縦線は貫通孔左端および右端の位置を示している。モデル CB170F では、貫通孔左側付近に高い応力が認められ、反曲点付近の応力はほぼ 0 であった。一方のモデル AS170F では、貫通孔左側の全体で高い応力の発生が確認された。両モデルとも貫通孔右側では、主応力および補強筋の応力分布に大きな差は認められなかった。モデル 200F では、AS 型と CB 型ともに貫通孔左側付近に高い応力が認められ、反曲点付近での応力は 0 に近かった。これは、図-10 に示したようにモデル 200F の最大耐力がモデル 170F のものと比べて低いことに起因するものと推察される。

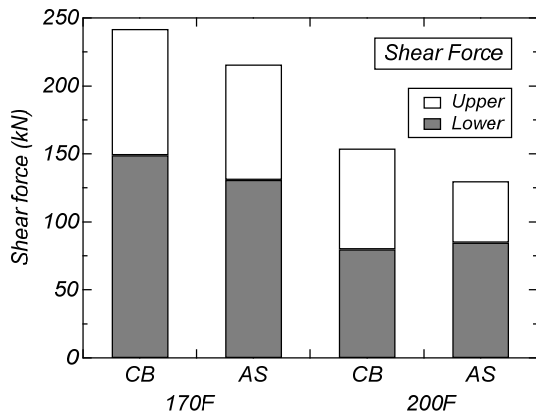


図-13 最大耐力時における弦材のせん断力

4.4 弦材のせん断力

図-13 に最大耐力を記録した変形角 1 サイクル目ピーク時における弦材のせん断力を示す。せん断力の算定位置は軸方向における貫通孔中心位置の値である。なお、AS 型のせん断力は右側の貫通孔を指している。

全モデルにおいて曲げ引張側となる下弦材のせん断力が曲げ圧縮側となる上弦材のもの比べて高く、荷荷方法による顕著な差異は認められなかった。

モデル 170F の上弦材のせん断力は同程度であるものの、下弦材のせん断力は AS 型の方が CB 型より低い値を示した。一方のモデル 200F では、上弦材のせん断力は AS 型と比べて CB 型が高く、下弦材のせん断力は同程度であった。

5. まとめ

本研究では、シアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁のせん断耐力に及ぼす荷荷方法の影響を検討するための 2 次元 FEM 解析を実施した。限られた範囲ではあるものの、本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論に示した解析モデルはシアスパンの中央に大貫通孔を有する RC 基礎梁の実験における試験体のせん断力-変形角関係、貫通孔補強筋の応力分布を良好に再現可能であった。
- 2) 逆対称曲げモーメントを受けるモデルの最大耐力は片持ち型曲げモーメントのもの比べて低くなる傾向が認められた。
- 3) 逆対称曲げモーメントを受けるモデルの反曲点から圧縮側弦材にかけての圧縮応力は片持ち型曲げモーメントのもの比べて水平軸からの角度が小さく、荷荷方法による最大耐力の差の主要因と考えられた。

- 4) 貫通孔径および荷荷方法にかかわらず、最大耐力発揮時に貫通孔上下の弦材の負担せん断力は引張側弦材のものが圧縮側弦材のもの比べて高い。

謝辞

本研究は高知工科大学・佐藤弘都氏、矢作建設工業株式会社・伊藤花恋氏の協力を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 2) 佐藤弘都，鈴木卓，深津尚人，田口孝：シアスパン中央に大貫通孔を有する RC 造基礎梁の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34, No. 2, pp. 289-294, 2024.6
- 3) 石岡拓，清水隆，和泉信之：大口径貫通孔を有する梁部材の補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34, No. 2, pp. 205-210, 2012.7
- 4) 田口孝，深津尚人，井上啓，福迫浩一：RC 造基礎梁における大貫通孔補強工法の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.40, No.2, pp. 157-162, 2018.7
- 5) 寺井雅和，福原実苗，南宏一：鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗に見られる寸法効果に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，Vol. C2, pp. 129-130, 2010.9
- 6) 伊藤忠テクノソリューションズ：FINAL/V11 HELP, 2013.9
- 7) Kupfer, H. B. and Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, J. of the ASCE, Vol. 99, No. EM4, pp. 853-866, Aug. 1973
- 8) Naganuma, K., et. al: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-Dimensional Finite Element Method, Proc. 13th WCEE, Paper No. 586, Aug. 2004.
- 9) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp. 259-272, 1999.10
- 10) 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No. 87.9-1, pp. 107-120, 1987.9
- 11) CEB: CEB/FIP Model Code 1990, First Draft, Bulletin d'Information, No. 195, Mar. 1990